

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту № 1,
практичних занять та самостійної роботи
з навчальної дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 3
Кам'яні конструкції

*(для студентів 3; 4 курсів денної та заочної форм навчання, а також слухачів
другої вищої освіти
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2017

Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 1, практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Залізобетонні конструкції». Розділ 3. Кам'яні конструкції (для студентів 3; 4 курсів денної та заочної форм навчання, а також слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. Н. О. Псурцева, О. М. Шаповалов. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 20 с.

Укладачі: канд. техн. наук, доц. **Н. О. Псурцева**,
канд. техн. наук, доц. **О. М. Шаповалов**

Рецензент: канд. техн. наук, доц. **Є. Г. Стоянов**

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 14 від 21 червня 2017 р.*

ЗМІСТ

Загальні вказівки	4
1 Загальні положення.	4
2 Особливості розрахунку кам'яних конструкцій.	6
2.1 Розрахунок міцності центрально стиснутих або позацентрово стиснутих стін	7
3 Приклад розрахунку кам'яного простінка.	10
Список рекомендованих джерел	15
Додаток А	16

ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

Ці методичні вказівки складені для студентів, які виконують розрахункову роботу з кам'яних і армокам'яних конструкцій.

Вони містять основні положення теорії, конструювання і приклади розрахунку, виконані відповідно до існуючої методики і практики проектування кам'яних і армокам'яних конструкцій у відповідності до ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення» та «Єврокоду-6».

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

У багатоповерхових промислових і громадських будинках внутрішні й зовнішні стіни, перегородки, в'язі, колони, перекриття з'єднані між собою і складають просторову систему, що забезпечує стійкість споруди під впливом вертикальних і горизонтальних навантажень.

Залізобетонні перекриття будинків утворюють горизонтальні диски, що є опорами для стін будинку. Вони працюють як балки у вертикальному напрямку.

У загальному випадку розрахунку несучих стін, тобто стін, які сприймають власну вагу та зовнішнє навантаження, розглядаються дві основні конструктивні схеми: 1) пружна; 2) жорстка.

Пружна у більшості випадків відноситься до одноповерхових промислових будівель, коли нижня частина стіни защемлена, а верхня має шарнірне спирання, по довжині ці стіни на значній відстані (більше 60 м) не мають поперечних жорстких стін.

Жорстка конструктивна схема будинку матиме місце в тому випадку, якщо відстань l_{cm} між поперечно стійкими конструкціями (діафрагмами жорсткості, цегляними й залізобетонними стінами товщиною не менше 12 см, контрфорсами та ін.) не перевищує граничних значень (12...54 м), згідно з нормами залежно від типу перекриттів і групи кладки (табл. 5, 7 Додатку та табл. 8.1 ДБН В.2.6-162:2010).

У зв'язку зі складністю розрахунку елементів просторової системи будинків з жорсткою конструктивною схемою нормами [1] допускається вести розрахунок цих будівель за спрощеною схемою від спільної дії вертикальних і горизонтальних навантажень.

При визначенні зусиль від вертикальних навантажень стіни за висотою розглядають як розрізні балки із шарнірним спиранням на рівні перекриттів (рис. 1.1). У цьому випадку згинальний момент від позакентрово прикладеного вертикального навантаження перекриття діятиме тільки в межах

одного поверху. Епюра моменту має вигляд трикутника з максимальною ординатою вгорі ($M_I = N_I \cdot e_{I,}$) і нульовим значенням знизу.

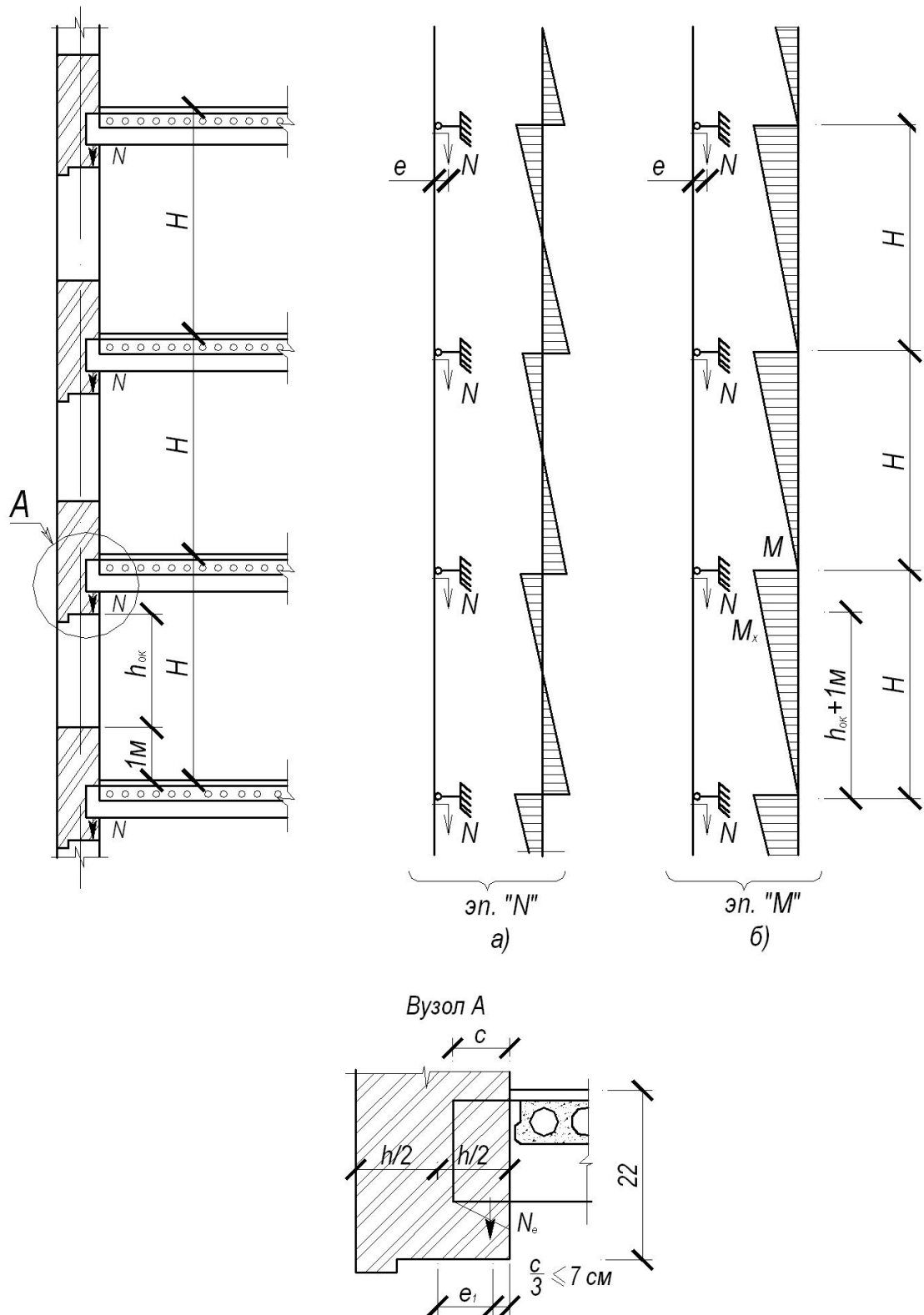


Рисунок 1.1 – Розрахункова схема будівлі:
а – нерозрізна балка (фактична);
б – розрізна балка (спрощена)

Навантаження від власної ваги стіни вважається центральним прикладеним по всій висоті простінка при постійній товщині стіни.

При розрахунку несучої здатності стін навантаження розраховують зверху вниз, починаючи з покрівлі, міжповерхових перекриттів та ін. Міцність стін перевіряють у найбільш небезпечному перерізі, тобто на рівні верху вікон першого поверху, оскільки стіна тут ослаблена пройомами, а згинальний момент M_x близький за значенням до M_l .

При визначенні зусиль від горизонтальних (вітряних) навантажень стіни у вертикальному напрямку розглядаються як нерозрізні балки із шарнірним спиранням на міжповерхові перекриття. Прольоти балки дорівнюють висоті поверхів.

Горизонтальні зусилля від вітряних навантажень враховують при перевірці на додаткове сполучення навантажень при дії швидкісного напору вітру. Таку перевірку роблять, якщо розраховують багатоповерхові будинки, а також для будівель, розташованих у зонах інтенсивного напору вітру (наприклад, узбережжя морів, у горах, степових районах та ін.).

2 ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Міцність кладки залежить від багатьох чинників, які можуть суттєво впливати як на її підвищення, або на пониження. Норми рекомендують визначати міцність кладки на основі проведених лабораторних випробувань зразків кладки.

Поруч з цим теоретична характеристична міцність кладки може визначатись з рівняння:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta, \quad (2.1)$$

де f_k – характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск, Н/мм² (МПа);

K – константа, яка залежить від групи кладки, товщини розчину та його виду, приведена в таблиці 2.1;

α, β – константи, які можна прийняти $\alpha = 0,7$; $\beta = 0,3$;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск, (МПа) Н/мм²;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, (МПа) Н/мм².

Для тонкошарової кладки міцність кладки може визначатись

$$f_k = K f_b^{0,85} \text{ або } f_k = K f_b^{0,7}. \quad (2.2)$$

Міцність кладки на зсув

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4\sigma_d \quad (2.3)$$

але не більше $0,065f_b$ або f_{vlt} ,

де f_{vko} – характеристична початкова міцність на зсув;

f_{vlt} – граничне значення f_{vk} ;

σ_d – розрахункове значення стискального зусилля;

f_b – міцність каменя.

Таблиця 2.1 – Значення К для застосування до будівельних розчинів загального призначення, тонкошарових і легких

Елемент кладки		Будівельний розчин загального призначення	Тонкошаровий будівельний розчин (товщина горизонтальних швів кладки) $\geq 0,5$ мм, але ≤ 3 мм	Полегшений будівельний розчин зі щільністю	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ кг/м ³	$800 \leq \rho_d \leq 1300$ кг/м ³
Глиняна цегла	Група 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Група 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Група 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Група 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Силікатна цегла	Група 1	0,55	0,80	±	±
	Група 2	0,45	0,65	±	±
Бетон заповнення	Група 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Група 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Група 3	0,40	0,50	±	±
	Група 4	0,35	±	±	±
Ніздрюватий бетон	Група 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Бетонні блоки	Група 1	0,45	0,75	±	±
Оброблений природний камінь	Група 1	0,45	±	±	±
±) Комбінація будівельний розчин/елемент кладки зазвичай не використовується, тому дані не наводяться					

2.1 Розрахунок міцності центрально стиснутих або позацентрово стиснутих стін

Опір цегляних стін вертикальним навантаженням залежить від геометрії стіни, впливу ексцентриситету і властивостей кладки.

При розрахунку опору кам'яних стін при вертикальному навантаженні можна прийняти наступні положення:

- плоскі ділянки залишаються плоскими;
- міцність кладки на розтяг у вертикальному напрямі відносно горизонтальних швів кладки дорівнює нулю.

Розрахункова величина вертикального навантаження, прикладеного до

стіни з кам'яної кладки N_{Ed} , повинна бути меншою або дорівнювати несучій здатності N_{Rd} , згідно до умови

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}. \quad (2.4)$$

Розрахункову величину несучої здатності N_{Rd} при вертикальному навантаженні визначають за формулою

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \cdot b, \quad (2.5)$$

де Φ – коефіцієнт зменшення несучої здатності перерізу, який приймає значення Φ_i для верхнього та нижнього перерізів та Φ_m для середнього перерізу, в залежності від гнучкості та ексцентриситету;

t – товщина стіни;

f_d – розрахункова міцність кладки на стиск;

b – довжина розрахункової ділянки стіни.

Коефіцієнт зменшення несучої здатності перерізу для врахування гнучкості і ексцентриситету:

– зверху або знизу стіни Φ_i

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad (2.6)$$

де e_i – ексцентриситет зверху або відповідно знизу стіни, визначений за формулою

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (2.7)$$

де M_{id} – розрахункова величина моменту вигину зверху або знизу стіни, викликаного ексцентриситетом навантаження у зоні обпирання;

N_{id} – розрахункова величина вертикального навантаження зверху або знизу стіни;

e_{he} – ексцентриситет зверху або знизу стіни, викликаний горизонтальними навантаженнями;

e_{init} – випадковий ексцентриситет;

t – товщина стіни.

– на середині висоти стіни Φ_m

коефіцієнт зменшення несучої здатності в межах середини висоти стіни Φ_m може бути визначений з додатка К [1] при застосуванні e_{mk} , де:

e_{mk} – ексцентриситет на середині висоти стіни

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t, \quad (2.8)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}, \quad (2.9)$$

де e_m – ексцентриситет, викликаний навантаженням;

M_{md} – розрахункова величина найбільшого моменту на середині висоти

стіни з урахуванням моментів, що діють зверху і знизу стіни, а також моментів від всіх навантажень, прикладених до стіни з ексцентриситетом;

N_{md} – розрахункова величина вертикального навантаження на середині висоти стіни з урахуванням всіх навантажень, прикладених до стіни з ексцентриситетом;

e_{hm} – ексцентриситет на середині висоти, викликаний дією горизонтальних навантажень.

Величина випадкового ексцентриситету e_{init} дорівнює

$$e_{init} = h_{ef}/450, \quad (2.10)$$

де h_{ef} – вільна висота стіни, розраховується за формулою:

$$h_{ef} = \rho_n h, \quad (2.11)$$

де h – висота одного поверху у світлі;

ρ_n – коефіцієнт зменшення, де $n = 2, 3$ або 4 залежно від закріплення стіни діафрагми:

– для стін, що закріплені знизу залізобетонними перекриттями або з двох сторін дахом, що перекриває проліт і має опору тільки з одного боку завглибшки не менше $2/3$ товщини стіни

$$\rho_2 = 0,75; \quad (2.12)$$

– для стін, що розкріплені зверху і знизу дерев'яними балками або дахом, і мають опори з обох боків на одному рівні

$$\rho_2 = 1,0; \quad (2.13)$$

– для стін закріплених зверху і знизу з закріпленням одного вертикального краю, коли $h \leq 3,5l$

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \rho_2, \quad (2.14)$$

$h > 3,5l$

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h} \geq 0,3, \quad (2.15)$$

де l – довжина стіни.

– для стін, закріплених зверху і знизу з посиленням жорсткості по двох вертикальних краях коли $h < 1,15l$, з ρ_2 , узятим з (2.12) або (2.13), залежно від того, яке значення в данному випадку застосовано:

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2. \quad (2.16)$$

Для стін з пілястрами обчислюють ефективну товщину t_{ef} за формулою:

$$t_{ef} = \rho_t t, \quad (2.17)$$

де ρ_t – коефіцієнт жорсткості для стін, підсилених пілястрами (рис. 2.1, табл. 2.2).

Таблиця 2.2 – Коефіцієнт жорсткості ρ_t стін, підсилених пілястрами

Відношення відстані між пілястрами (від центра до центра) до ширини пілястри	Відношення товщини пілястри до дійсної товщини стіни, з якою він пов'язаний		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

3 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ КАМ'ЯНОГО ПРОСТІНКА

Багатоповерхова будівля, що проектується, складається з несучих стін, внутрішніх залізобетонних колон, перекриттів і покриття, взаємно зв'язаних між собою в єдине ціле, яке має назву просторової системи. У будівлі є поперечні стіни, розташовані на відстані $l_{cm} = 36$ м.

Враховуючи вищевказане, будівлю з неповним залізобетонним каркасом можна віднести до жорсткої конструктивної схеми.

Необхідно забезпечити міцність простінка п'ятиповерхової будівлі з висотою поверху $H = 4,2$ м. У поперечному перерізі будівля має три прольоти $l_1 = 7,0$ м. Поздовжній крок залізобетонних колон $l_2 = 6,0$ м. У кожному прольоті розташовано по два вікна з розмірами $b_g = 1,6$ м; $h_g = 2,0$ м. Відстань від низу вікон до рівня полу першого поверху $0,75$ м. Будинок зводиться у м. Харкові із цегли глиняної звичайної пластичного пресування з об'ємною вагою 18 кН/м³. Враховуючи район будівництва, товщину стін приймають 640 мм.

Визначення навантажень і зусиль виконують у такій послідовності. Спочатку визначають розміри ригеля:

$$h = 1/10 l_1 = 0,1 \cdot 700 = 70 \text{ см.} \quad b = 0,4 h = 0,4 \cdot 70 = 28 \text{ см.}$$

Приймають дільно 50 мм: $b = 30$ см.

Навантаження від власної ваги ригеля, розподіленого по площі, визначають як

$$\frac{b \cdot h \cdot \rho}{l_2} = \frac{0,3 \cdot 0,7 \cdot 25}{6,0} = 0,875 \text{ кН/м, де } \rho = 25 \text{ кН/м}^3 \text{ – щільність бетону.}$$

Розрахунок навантажень виконують у табличній формі (табл. 3.1).

Таблиця 3.1 – Збір навантажень

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
<u>Від покриття</u>			
Постійні (g)			
1. Тришаровий рубероїдний килим (3 х 0,04)	0,12	1,2	0,14
2. Цементна стяжка $\delta=2,2 \text{ см}; \rho=20 \text{ кН/м}^3$ (0,02х20)	0,44	1,3	0,57
3. Утеплювач - пінобетон $\delta = 12 \text{ см}; \rho = 4 \text{ кН/м}^2$ (0,12х4)	0,48	1,2	0,58
4. Ребриста плита покриття	1,6	1,1	1,76
5. Власна вага ригеля	0,875	1,1	0,96
Разом (g)			4,01
Тимчасові (v)	1,6	1,04	1,67
Снігове навантаження			
Всього (g + v)			5,68
<u>Від перекриття</u>			
Постійні (g)			
1. Паркетна підлога $\delta = 3 \text{ см}; \rho = 7 \text{ кН/м}^3$ (0,03 х 7)	0,21	1,2	0,25
2. Бітумна мастика	0,05	1,3	0,07
3. Звукоізоляція — шлакобетон $\delta = 6 \text{ см}; \rho = 15 \text{ кН/м}^3$ (0,06 х 15)	0,9	1,3	1,17
4. Плита перекриття з круглими порожнинами	3,0	1,1	3,3
5. Власна вага ригеля	0,875	1,1	0,96
Разом (g)			5,75
Тимчасові ($v = 1,5 \text{ кН/м}^2$)	1.5	1.3	1.95
Всього (g + v)			7.70

Розташовують вікна по фасаду будинку в межах двох суміжних прольотів (рис. 3.1). Розрахунковим є переріз *a-a*, що проходить зверху вікон першого поверху, тому що на цьому рівні спільно проявляються три фактори:

- а) найбільша поздовжня сила;
- б) найбільший згинальний момент;
- в) найменша площа поперечного перерізу.

Визначення розрахункових зусиль

Навантаження на простінок від покриття і перекриттів знаходять з урахуванням вантажної площі:

$$A_{sup.} = \frac{l_1 - 0,2}{2} \cdot l_2 = \frac{7,0 - 0,2}{2} \cdot 6,0 = 20,4 \text{ м}^2.$$

Розрахункові навантаження:

– від покриття

$$N_1 = (g + v) A_{sup.} = 5,68 \cdot 20,4 = 115,9 \text{ кН},$$

– від 4-х міжповерхових перекриттів

$$4N_2 = 4(g + v) A_{sup.} = 4 \cdot 7,7 \cdot 20,4 = 630 \text{ кН},$$

– від власної ваги стіни, що передається на розрахунковий переріз (вага несучого простінка і вага стіни між серединами вікон, що передається на простінок через перемички або пояси). Площа заштрихованої на фасаді частини стіни $A_{cm} = 1,4 \cdot 2,0 \cdot 4 + 3,0 \cdot 2,2 \cdot 4 + 3,0 \cdot 2,4 = 44,8 \text{ м}^2$,

$$N_{cm} = 44,8 \cdot 0,64 \cdot 18 \cdot 1,1 = 567,7 \text{ кН}.$$

Повне вертикальне навантаження, що діє в розрахунковому перерізі *a-a*:

$$N = N_1 + 4 N_2 + N_{cm} = 115,9 + 630 + 567,7 = 1313,6 \text{ кН}.$$

Розрахунок простінка

Відстань від точки прикладення опорної реакції ригеля над першим поверхом до внутрішньої грані стіни у випадку закладання ригеля $c = 250 \text{ мм}$;

$$e_3 = c/3 = 250/3 = 83 \text{ мм} > 70 \text{ мм}; \text{ приймаємо } e_3 = 70 \text{ мм}.$$

Ексцентриситет навантаження N_2 відносно центра ваги перерізу простінка e_1 (рис. 3.1)

$$e_1 = h/2 - 70 = 640/2 - 70 = 250 \text{ мм} = 25 \text{ см},$$

згинальний момент, що діє в перерізі під опорою ригеля

$$M = N_2 \cdot e_1 = 157,5 \cdot 25 = 3937,5 \text{ кН} \cdot \text{см}. \text{ Згинальний момент у перерізі } a-a$$

$$M_x = \frac{M \cdot 3,0}{3,4} = \frac{3937,5 \cdot 2,75}{3,4} = 3184,7 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

відносний ексцентриситет поздовжньої сили

$$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{3184,7}{1313,6} = 2,42 \text{ см}.$$

$$\text{Повний ексцентриситет } e_i = e_0 + e_{init}.$$

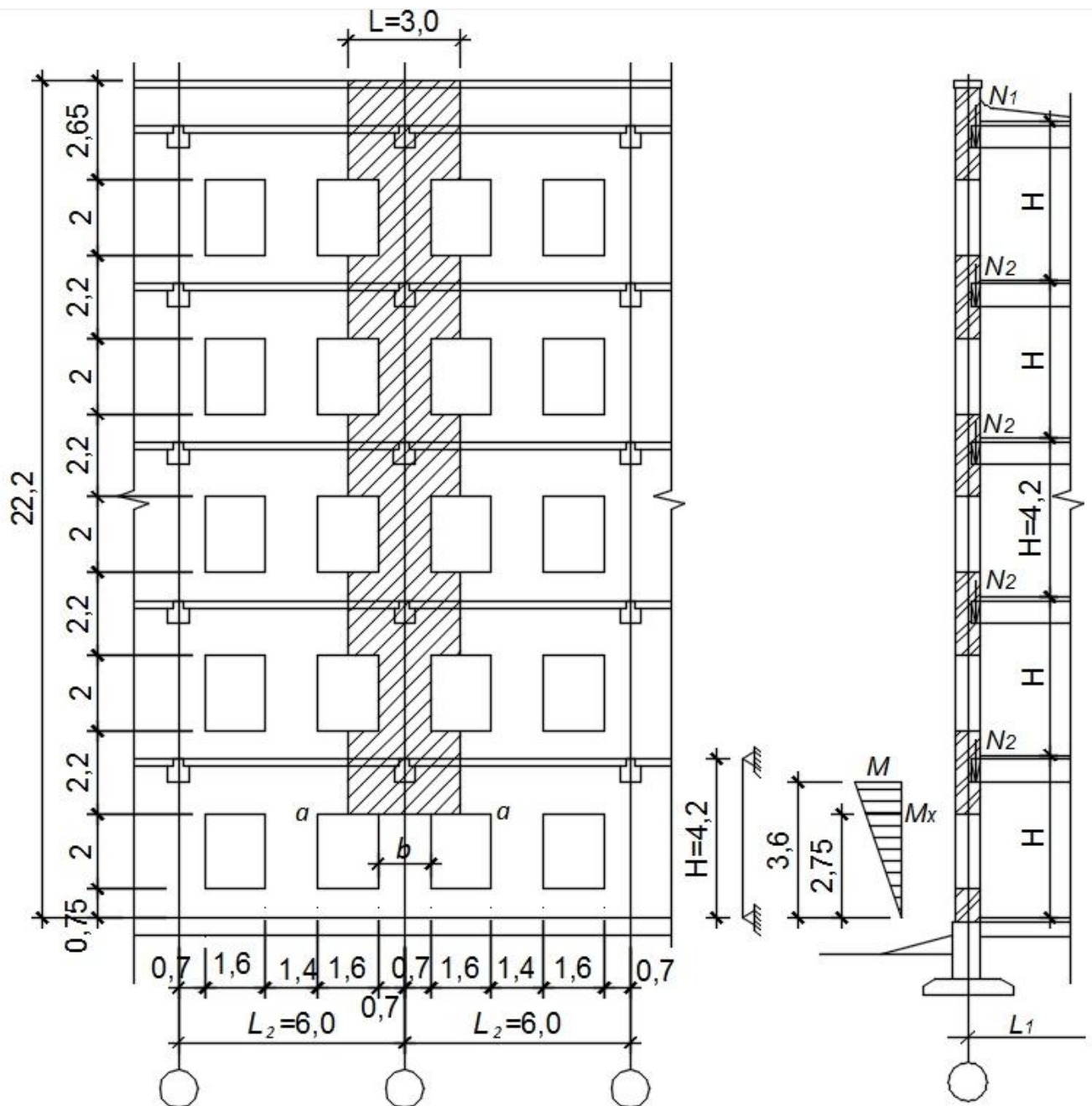


Рисунок 3.1 – Схеми для визначення зусиль на простінок

Випадковий ексцентриситет $e_{init} = 1/450 h_{ef}$,

Вільна висота стіни $h_{ef} = \rho_n h$,

Висота одного поверху у світлі $h = 3,4$ м;

Коефіцієнт зменшення $\rho_n = \rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2$; $\rho_2 = 1,0$; $l = 6$ м.

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{1 \cdot 3,4}{6} \right]^2} 1 = 0,76.$$

$$h_{ef} = 0,76 \cdot 3,4 = 2,584; e_{init} = (1/450) \cdot 2,584 = 0,00574 \text{ м} = 0,57 \text{ см};$$

$$e_i = 2,42 + 0,57 = 2,99 \text{ см.}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{2,99}{64} = 0,907.$$

З формули $N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \cdot b$;

$$f_d = \frac{N_{Rd}}{\Phi \cdot t \cdot b} = \frac{1313,6}{0,907 \cdot 64 \cdot 140} = 0,162 \text{ кН/см}^2 = 1,62 \text{ МПа.}$$

Довжина розрахункової ділянки стіни b визначається з рисунку 3.2.

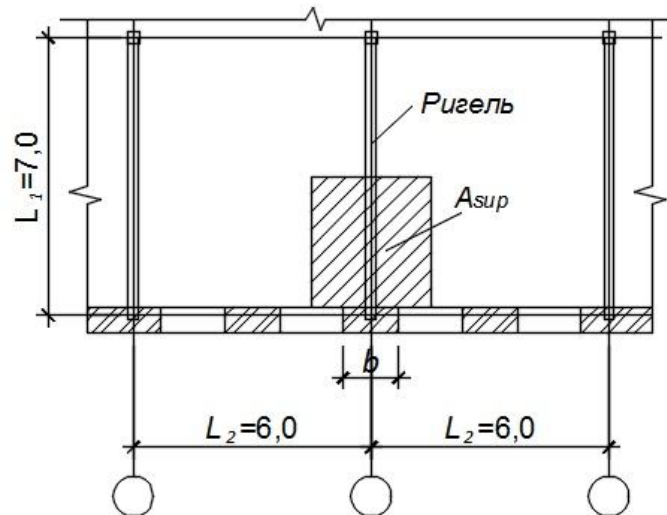


Рисунок 3.2 – До визначення b – довжини розрахункової ділянки стіни

Приймаємо кладку з цегли глиняної пластичного пресування міцністю $f_d = 12,5$ МПа на розчині міцністю $f_d = 5$ МПа (згідно з табл. 1 Додатку). При цьому розрахунковий опір стиску $f_d = 1,7$ МПа $> 1,62$ МПа.

Отже міцність простінка забезпечена.

Список рекомендованих джерел

1. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення; [На заміну СНиП II-22-81; чинний від 2011-09-01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 98 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування ; [На заміну СНиП 2.01.07-85, крім розділу 10; чинний від 2007-01-01]. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с.
3. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ); [На заміну ДСТУ 3760-98; чинний від 2007-10-01]. – Київ : Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.
4. Eurocode 6. EN 1996-1-1: Rules for reinforced and unreinforced masonry.

Таблиця А.1 - Розрахункові опори на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами на важких розчинах

Міцність цегли або каменя f_b , МПа	Розрахункові опори f_d , МПа (кгс/см ²), на стиск кладки з цегли всіх видів та керамічних каменів із щілиноподібними вертикальними пустотами шириною до 12 мм при висоті ряду кладки 50...150 мм на важких розчинах при міцності f_m розчину								При міцності розчину	
	20,0	15,0	10,0	7,5	5,0	2,5	1,0	0,4	0,2	нульовий
30,0	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)
25,0	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,9 (19)	1,6 (16)	1,5 (15)	1,3 (13)
20,0	3,2 (32)	3,0 (30)	2,7 (27)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,0 (10)
15,0	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,8 (8)
12,5	-	2,2 (22)	2,0 (20)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)
10,0	-	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
7,5	-	-	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)
5,0	-	-	-	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
3,5	-	-	-	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)

Примітка. Розрахункові опори кладки на розчинах класу міцності від 4 до 50 належить зменшувати застосуванням знижуючих коефіцієнтів: 0,85 – для кладки на жорстких цементних розчинах (без добавок вапна або глини), легких и вапняних розчинах у віці до 3 міс.; 0,9 – для кладки на цементних розчинах (без вапна або глини) з органічними пластифікаторами.

Зменшувати розрахунковий опір на стиск не вимагається для кладки підвищеної якості – шов розчину виконується під рамку з вирівнюванням та ущільнення розчину рейкою. У проекті вказується марка розчину для звичайної кладки і для кладки підвищеної якості.

Таблиця А.2 – Граничні відношення висоти стін до їх товщини ($\beta=H/h$), коли не враховується вітрове навантаження при розрахунку стін

Швидкісний напір вітру, H/m^2	Послаблення стін пройомами		
	0,7	0,5	0,3
393	12	16	19
687	9	12	14
981	8	10	12

Таблиця А.3 - Коефіцієнти поздовжнього згину кладки φ

Гнучкість		φ при пружній характеристиці кладки α						
λ_n	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1,00	1,00	1,00	0,98	0,97	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32	-
20	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,10	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	-

Примітка. Для проміжних значень λ коефіцієнт φ визначають за інтерполяцією

Таблиця А.4 - Пружна характеристика α деяких видів кладки

Вид кладки	Марка розчину			Міцність розчину, МПа	
	200-25	10	4	0,2	0
3 великих блоків з бетону на пористих заповнювачах, силікатного, великопористого бетону на легких заповнювачах і легкого природного каменю	1000	750	500	500	350
3 керамічного каменю	1200	1000	750	500	350
3 цегли глиняної звичайної пластичного пресування і пустотілого, бетонного каменю на пористих заповнювачах і легкого природного каменю	1000	750	500	350	200
3 цегли силікатної	750	500	350	350	200
3 цегли глиняної напівсухого пресування	500	500	350	350	200

Таблиця А.5 – Максимальна довжина l_{cm} між поперечними конструкціями

Тип покриття	Довжина між поперечними конструкціями (м) при групі кладки			
	1	2	3	4
Залізобетонне і армокам'яне збірне замонолічене і монолітне	54	42	30	-
Із збірних залізобетонних настилів і залізобетонних або сталевих балок з настилом із плит або камен.	42	36	24	-
Дерев'яне	30	24	18	12

Таблиця А.6 – Розрахункові й нормативні опори арматури в армованій кладці

Вид армування конструкції	Опір арматури, МПа		
	Сталь класу А240С, смугова і кутикова	Сталь класу А300С	Звичайний арматурний дріт класу В500
1. Сітчаста арматура	155/175*	—	220/240*
2. Поздовжня арматура: а) розтягнута	210	270	250
б) стиснута	180	190	200

Примітка. * У знаменнику наведено нормативний опір сталі

Таблиця А.7 – Вимоги до геометричних характеристик груп елементів кам'яної кладки

Матеріали і граничні значення для елементів кам'яної кладки								
	Група 1 (всі мате- ріали)	Елементи	Група 2		Група 3		Група 4	
			Вертикальні порожнечі				Горизонтальні порожнечі	
Об'єм всіх порожнин (% від загального об'єму)	≤25	Глиняна цегла	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
		Силікатна цегла	> 25; ≤ 55		Не використо- вується		Не використо- вується	
		Бетонні блоки ⁶⁾	> 25; ≤ 60		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
Об'єм всіх порожнин (% від загального об'єму)	≤12,5	Глиняна цегла	Кожна з множини порожнеч ≤ 2 або 12,5		Кожна з множини порожнеч ≤ 2 або 12,5		Кожна з множини порожнеч ≤ 30	
		Силікатна цегла	Кожна з множини порожнеч ≤ 15		Не використо- вується		Не використо- вується	
		Бетонні блоки ⁶⁾	Кожна з множини порожнеч ≤ 30		Кожна з множини порожнеч ≤ 30		Кожна з множини порожнеч ≤ 25	
Заявлені значення товщини внутрішньої і зовнішньої перегородки цегли, мм	Вимоги відсутні		Внутріш- ня пере- городка цеглини	Зовнішня пере- городка цеглини	Внутріш- ня пере- городка цеглини	Зовнішня пере- городка цеглини	Внутріш- ня пере- городка цеглини	Зовнішня пере- городка цеглини
		Глиняна цегла	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		Силікатна цегла	≥ 5	≥ 10	Не використо- вується		Не використо- вується	
		Бетонні блоки ⁶⁾	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Заявлена величина сумарної товщини внутрішньої і зовнішньої перегородки цегли ^{а)} (% від габаритної ширини)	Вимоги відсутні	Глиняна цегла	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Силікатна цегла	≥ 20		Не використо- вується		Не використо- вується	
		Бетонні блоки ⁶⁾	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

Примітка. Сумарна товщина внутрішньої перегородки цегли і зовнішньої перегородки цеглини, заміряна горизонтально у відповідному напрямі. Для перевірки повинні проводитися кваліфікаційні випробування, які повинні бути повторені тільки у разі впровадження принципових змін у конструкційні габарити елементів.

У разі конічних або стільникових порожнин використовується середнє значення товщини внутрішньої і зовнішньої перегородок цеглини.

Навчальне видання

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту № 1,
практичних занять та самостійної роботи

з навчальної дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 3

Кам'яні конструкції

*(для студентів 3;4 курсів денної та заочної форм навчання,
а також слухачів другої вищої освіти
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)»*

Укладачі: **ПСУРЦЕВА** Ніна Олексіївна
ШАПОВАЛОВ Олександр Микитович

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *Н. О. Псурцевої*

План 2016, поз. 5М

Підп. до друку 12.07.2017
Друк на ризографі
Зам. №

Формат 60×84/16
Ум. друк. арк. 1,0
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017 р.